

チリの単純PC桁橋における桁端部の落橋防止対策について

星隈 順一¹, 川島 一彦², 運上 茂樹³, 幸左 賢二⁴Jun-ichi HOSHIKUMA¹, Kazuhiko KAWASHIMA², Shigeki UNJOH³
and Kenji KOSA⁴¹(独)土木研究所構造物メンテナンス研究センター橋梁構造研究グループ上席研究員²東京工業大学大学院理工学研究科土木工学専攻教授³国土交通省国土技術政策総合研究所危機管理技術研究センター地震災害研究官⁴九州工業大学工学部建設社会工学科教授

2010年2月27日、南米のチリでモーメントマグニチュード8.8の大地震が発生し、橋梁にも落橋を含めた大きな被害が生じた。今回のチリ地震による橋梁の被害では、斜橋が回転して落橋したものや、液状化等の地盤変動によって落橋したものが見られた。地震に対して橋としての性能を確保する上では、落橋を防ぐという性能が重要であるが、このような視点から、落橋したチリの橋において落橋防止対策がどのようなであったかを把握することが重要である。本文では、チリで多用されている単純PC桁橋における幾つかの桁端部構造とその被害状況について落橋防止の観点から考察するとともに、2010年7月に改定されたチリにおける道路橋の新しい耐震設計基準の中から、落橋防止対策に関する規定を紹介する。

キーワード：2010年チリ地震、道路橋、桁端部構造、落橋防止対策、耐震設計基準

1. はじめに

2010年2月27日3時34分（現地時間）、南米チリのコンセプトの北北東115kmのマウレ沖を震央（震源深さ35km）とするマグニチュード8.8の大地震が発生した。今回の地震によるチリにおける大きな地震災害を受け、著者らは、(社)土木学会土木構造物グループ調査団として、日本地震工学会、(社)地盤工学会及び(社)日本建築学会と連携し、さらにチリ公共事業省（MOP）並びに（独）国際協力機構（JICA）の協力を得て、2010年3月28日から4月5日までの8日間にわたり橋の被害に関する現地調査を実施した。調査は、主にサンティアゴからコンセプト間の合計31箇所の46橋を対象として実施した。

調査団としての活動及び調査した橋の被害状況等については、調査団がとりまとめた調査報告書^{1),2)}等に報告されているので、詳細はそちらを参照いただきたいが、本文では、単純PC桁橋の桁端部の構造と落橋防止対策に着目したい。すなわち、橋の耐震性能の観点からは、落橋を防ぐという性能が重要であるが、その性能を確保する上では、桁端部における桁側の構造とその桁端部を支持する下部構造側の構造が重要となる。そこで、幾つかの単純PC桁橋を対象として、落橋防止の観点から、これらの構造特性について考察する。また、今回の地震による被災を受け、2010年7月にチリの道路橋の耐震設計基準の一部が改定されたが、その中で、落橋防止対策に関する規定の強化が図られたので、その概要についても併せて報告する。

2. 一般的なPC桁橋における桁端部周辺の構造とその変遷

チリでは支間30m程度の一般橋ではプレテンPC桁に

よる形式が主流となっており、高速道路や高速道路を跨ぐ跨道橋、地方道に広く採用されている。チリのプレテンPC桁橋の耐震性を診る上で注視すべき点は、1990年代の半ば頃から、横桁や桁の移動制限のための機構が省略された形式が出現してきていることである。

図-1はチリのPC桁橋の構造の変遷を模式的に示したものである。もともと、チリのPC桁橋では、図-1(a)に示すように、橋脚のキャップビームにせん断キーが設けられ、プレテンPC桁がネオプレーンゴムを介してそのキャップビームに据えられるとともに、横桁が取り付けられ、さらに、地震による桁の浮き上がりを防止するために、床版とキャップビームを結ぶように鉛直方向に鉄筋が配置されるという構造が一般的であった。その特徴としては、まず、日本のゴム支承のようなベースプレートやアンカーボルトがないことが挙げられる。これは、チリのPC桁橋では、下部構造に伝達される地震力を小さくするため、桁と下部構造を結合するような構造にはしていないためである。チリでは、1990年代半ばまではこのようなPC桁橋の構造（以下、「分類Aの構造」と言う。）が多く採用されてきている。今回の調査対象とした橋の中で、代表的な分類Aの構造の橋としては、写真-1(a)に示すHospital橋の南行き車線側である。また、写真-1(b)のPuerto de Lirquen高架橋は2006年に設計された新しい橋であるが、もともとのチリの設計思想に基づいており、分類Aに入る橋の例である。

一方、1990年代半ば以降から、チリにおいて道路建設・管理の民間委託（コンセッション）が進み、建設の容易さとコスト縮減が重視され、結果として耐震対策の経験が少ない国の橋梁技術が導入され始めた。これにより、図-1(b)に示すように、横桁の設置を省略した構造（以下、「分類Bの構造」と言う。）や図-1(c)のように、さらにキャップビーム上のせん断キーを省略した構造（以下、「分類Cの

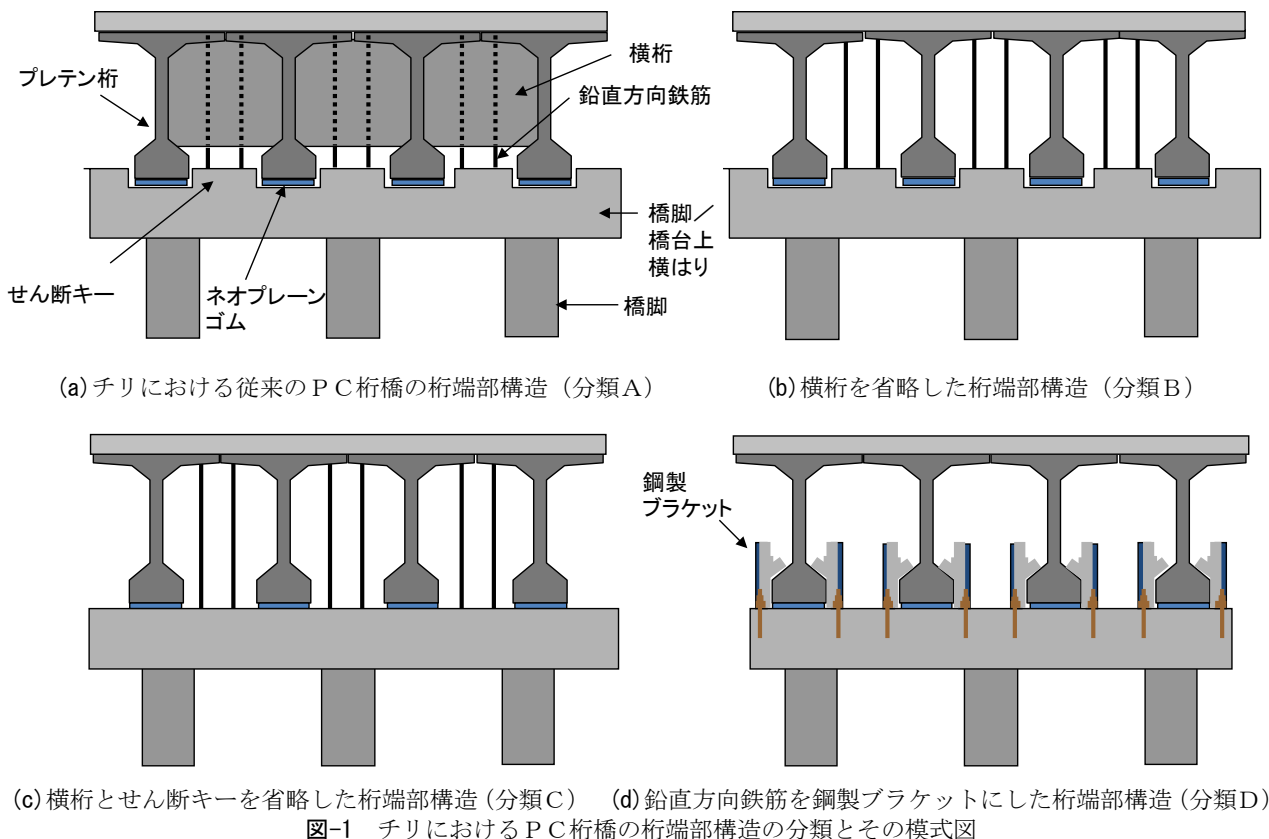


図-1 チリにおけるP C桁橋の桁端部構造の分類とその模式図



(a) Hospital 橋の南行き車線側のP C桁橋 (両端にせん断キー)



(b) Puerto de Lirquen 高架橋

写真-1 分類Aの構造の橋の例と損傷状況 (ほとんど無損傷)

構造」と言う.) が技術提案として出され、採用されるようになった。また、地震による桁の浮き上がり防止のために設置されている鉛直方向の鉄筋を図-1(d)のような鋼製ブラケットに置き換えた構造 (以下、「分類Dの構造」と言う.) もサンティアゴ周辺の環状都市高速道路で広く適用された。分類Bに該当する橋の例としては写真-2のLlacolen 橋へのアプローチ桁、分類Cに該当する橋の例としては写真-3のHospital 橋の北行き車線側やLas Mercedes 跨道橋、分類Dに該当する橋の例としては写真-4のAmerico Vesputio (都心環状線) がSan Martin Av.およびLo Echeveres Av.と立体交差する橋等がそれぞれ挙げられる。

3. 上部構造の慣性力支持機構の分析

(1) 支承部を上部構造や下部構造に固定しない構造

前述したように、チリの一般的なP C桁橋においては、桁とキャップビームの間にネオプレンゴムを敷いてい

るだけの構造であり、上部構造の慣性力を全て下部構造に伝達させるような設計思想ではない。これは、下部構造への負担を小さくするという観点から導入されている考え方であり、実際、今回のチリ地震においても下部構造の被害は限定的であった。

その一方で、このような設計思想の橋においては、大地震時に桁の移動を制御することが難しくなるため、落橋を防ぐという性能が求められる橋においては、桁の落下に対する配慮が必要となる。一般的な桁橋の場合、橋脚や橋台の構造特性上、桁の移動に伴う落橋は、橋軸直角方向への桁の移動よりも橋軸方向への桁の移動による方がそのリスクが高い。したがって、橋軸方向に対してけたかかり長を十分に確保する等の落橋対策が重要となる。また、斜橋や曲線橋の場合には、さらに橋軸直角方向への移動に伴う鉛直軸周りの回転による落橋リスクが高くなるため、橋軸直角方向への桁の移動を制限し回転が生じないようにする対策が必要となる。

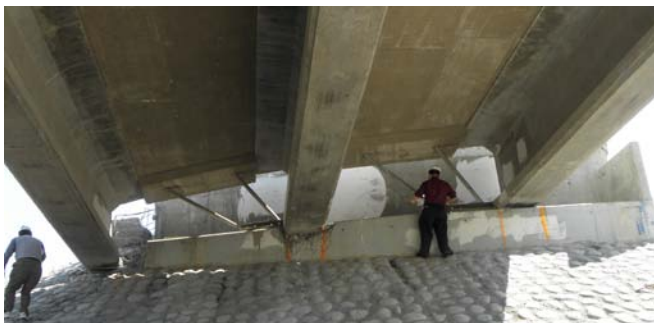


(a) キャップビーム上にせん断キーが見える（奥は落下した桁） (b) 落下した桁側のせん断キーと鉛直方向鉄筋
写真-2 分類Bの構造の橋の例と被害（Llacolen 橋へのアプローチ桁）



(a) 落橋した Hospital 橋の北行き車線側（斜角が 45 度）

(a) Americo Vesputio / Av. San Martin 立体交差橋



(b) Las Mercedes 跨道橋の橋軸直角方向への移動
写真-3 分類Cの構造の例と被害

(b) Americo Vesputio / Av. Lo Echeveres 立体交差橋
（対面車線側の上り構造は落橋）
写真-4 分類Dの構造の例と被害

(2) 鉛直方向鉄筋による上部構造の浮き上がり対策

チリの一般的なPC桁橋においては、地震による桁の浮き上がりを防止するために、床版とキャップビームを結ぶように鉛直方向に鉄筋が配置されている。図-2 は、その一例として、震央に比較的近いコンセプション近郊に架かる Puerto de Lirquen 高架橋の桁端部構造を示したものである。本橋で用いられている地震による桁の浮き上がり防止用の鉛直方向鉄筋は、支間 30~32.5m、幅員 10.8m の上部構造で片端部当たり 32mm 径の鉄筋 4 本であった。チリの道路設計マニュアル³⁾によれば、これらの鉄筋は、設計水平震度の 1/2 の震度を上向きに考慮して設計することが示されており、その最小径は 22mm となっている。すなわち、本橋の立地する地区における設計水平震度は 0.4 であることから、鉛直震度として 0.2 が考慮されてい

ると想定される。また、本橋における鉛直方向鉄筋の取り付け詳細を図-2 中に示した。鉄筋の下端部はキャップビームに 850mm の定着長を確保して定着されており、さらにその端部は直角フック（フック長 600mm）となっている。また、上端部は、端横桁に配置されたチューブ状の鋼管を通して床版の上面付近に設置した定着具の中でボルトにより固定されている。

このように、鉛直方向鉄筋は構造的にも鉛直方向に対する力に抗するために配置されていることが明らかであるが、仮に本橋において桁が橋軸方向や橋軸直角方向に移動した系を考えると、これらの鉄筋は、キャップビーム上面と横桁下側の鋼管下端位置で鉄筋が折れ曲がるような変形モードとなる。したがって、桁の浮き上がり防止用に配置された鉛直方向鉄筋には、副次的な落橋防止効果までは期待できないと考えられる。

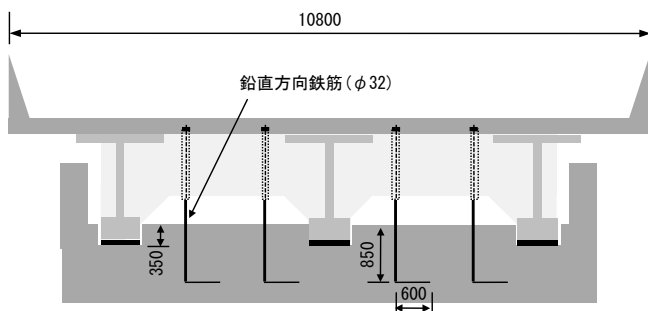


図-2 Puerto de Lirquen 高架橋の桁端部構造の概要



写真-5 Puerto de Lirquen 高架橋の桁端部の軽微な損傷

なお、気候条件や環境条件にもよるが、特に桁端部周辺は耐久性の観点からも注意が必要な部位である。すなわち、特に露出している鉛直方向鉄筋の部分に対する耐久性の配慮も重要になると考えられる。

4. 落橋防止の観点から見た桁端部周辺の構造の分析

(1) 分類Aの構造

今回の地震では、落橋に至った要因には、桁端部の構造特性だけでなく、上部構造の斜角の影響や地盤の液化化等の影響も関係している場合があるが、分類Aの構造の単純PC桁橋に関しては、著者らが今回被害調査対象とした中では落橋に至る被害の事例はなく、分類B～Dの構造の橋と比較すれば、相対的には耐震性が高かったと言える。

分類Aの一例として図-2に示した Puerto de Lirquen 高架橋がある。この橋では、写真-5に示すようにキャップビームに設けられたせん断キーの箇所でコンクリートの剥離が数か所確認された程度で、ほとんど無被害であった。せん断キーは、桁の移動を制限する機能があるが、本橋ではせん断キーの高さが約35cm程度確保されていた。なお、2008年3月版のチリの道路設計マニュアル³⁾によると、せん断キーの高さは30cm以上、桁との間には5cmの遊間を確保することが規定されている。

(2) 分類Bの構造

分類Bの構造の橋の例として写真-2に示した Llacolen 橋へのアプローチ橋があり、本橋は、上部構造が落下する被害が生じている。せん断キーはあるが、横桁がないという分類Bの構造の場合、橋軸直角方向に対してPC桁が移動しせん断キーに衝突すると、せん断キーの耐力に相当する反力がPC桁や床版に断面力を生じさせることになる。



写真-6 桁と床版の接合部付近から橋軸方向に沿って生じた損傷 (Llacolen 橋へのアプローチ橋)

通常のPC桁橋の場合、PC桁や床版は活荷重による断面力によって支配的に設計されることが多いが、横桁の省略によって生じる地震力に対して、特にPC桁のウェブやPC桁と床版の接合部付近に損傷が生じることが懸念される。また、本橋では、写真-6に示すように床版に橋軸方向の損傷も確認されている。ただし、本橋では、周辺地盤の変状も生じていることから、落橋は様々な要因が重なり合っていることが考えられ、詳細な損傷メカニズムの分析には本橋の構造と地盤条件についての定量的な解析が必要である。

(4) 分類Cの構造

分類Bの構造からさらにせん断キーを省略すると、分類Bで述べたようなせん断キーとの衝突によるPC桁や床版への断面力の発生は生じなくなる。その一方で、橋軸直角方向への移動制限機構がなくなるため、上部構造が大きく水平移動することに伴う被害が懸念される。

分類Cの構造の橋の例として、写真-3に Hospital 橋の北行き車線側と Las Mercedes 跨道橋を示している。Las Mercedes 跨道橋では、地震により上部構造が橋軸直角方向に1mを超えて大きく移動し、鉛直軸周りに回転する挙動を呈した。ただし、ほぼ直橋であり、回転しても上部構造端部が橋台パラペットに衝突したことにより、落橋という被害にまでは至っていない。一方、Hospital 橋の北行き車線側では、上部構造が斜角45度という構造であり、回転した場合に幾何学的にも上部構造端部が橋台パラペットと衝突しないため、上部構造に生じた大きな変位により、鉛直軸周りに回転して落橋に至っている。

分類Cの構造の橋は、高速道路5号線の跨道橋をはじめとしてチリでは多く適用されており、上部構造が橋軸直角方向に移動している事例を広く散見したが、落橋防止の観点からは、上部構造に生じる大変位に対する配慮が必要と考えられる。特に斜橋や曲線橋の場合には、桁の回転等、複雑な地震時挙動を生じさせる結果となるため特に注意が必要となる。

(5) 分類Dの構造

前述したように、チリにおけるPC桁橋には、地震による桁の浮き上がりを防止するために、床版とキャップビームを結ぶように鉛直方向鉄筋が配置されているが、分類Cの構造から、その鉛直方向鉄筋を図-1(d)のような鋼製ブラケットに置き換えた構造も技術提案として出され、実用に供されている。今回の地震によって、分類Dの構造の橋の多くにおいて、鋼製ブラケットが折損したり、ピアキャップとの定着部で破壊したりする被害があった。

写真-4(b)は、サンティアゴ周辺の環状都市高速道路にある Americo Vespucio / Lo Echeveres 立体交差橋における鋼製ブラケットの損傷を示している。鋼製ブラケットは、P C 桁端部の下フランジの部分を押さえつけるような形状となっており、一つの鋼製ブラケットにつきアンカーボルト 2 本で橋脚のキャップビームに固定されている。他の箇所では損壊して落下していた鋼製ブラケットを調査すると、アンカーボルトには直径 16mm の鋼棒が用いられていた。この鋼製ブラケットは、もともと地震による桁の浮き上がり対策として設置されたものであるため、P C 桁の水平移動に対しては抵抗せず、容易にアンカーボルトが抜けだしたり、大きく曲がったりしたと考えられる。また、アンカーボルトのかぶり厚さも小さく、この鋼製ブラケットには副次的な落橋防止効果はないと言えよう。

5. 桁端部を支持する下部構造の分析

前章までは、主として桁端部における桁側の構造に着目したが、次に桁端部を支持する下部構造について、落橋防止の観点から考察する。すなわち、下部構造側の対策として特に重要なのは、けたかかり長の確保である。

我が国では、落橋を防止するという観点から、新潟地震や兵庫県南部地震等の震災経験を踏まえ、けたかかり長の規定が強化されてきた歴史がある。けたかかり長の確保という対策は、橋軸方向に対する落橋防止対策としては一般に経済的な方法でもあり、地震の多い国の橋の耐震設計では重要な設計技術となってきている。そのような視点からも、チリの耐震設計基準においてけたかかり長の規定がどのようになっているかを把握しておくことが重要である。

チリの道路設計マニュアル³⁾によると、けたかかり長の最小値は、橋の立地（地震危険度）、重要度、基礎の洗掘に対する危険度に応じて定義される地震応答カテゴリに応じて次式のように規定されている。

- 地震応答カテゴリが a または b の橋

$$N = (203 + 1.67 \cdot L + 6.66 \cdot H) \cdot (1 + 0.000125 \cdot \alpha^2) \quad [1]$$

- 地震応答カテゴリが c または d の橋

$$N = (305 + 2.5 \cdot L + 10 \cdot H) \cdot (1 + 0.000125 \cdot \alpha^2) \quad [2]$$

ここで、 N : けたかかり長の最小値 (mm)
(斜橋の場合は支承線に直角な方向にとる)

L : 橋軸方向の桁長 (m)

H : 橋脚の高さ (m)

α : 斜角 (°) 直橋の場合は 0°

なお、地震応答カテゴリとは、橋の立地する地域（地震危険度）、重要度、基礎の洗掘に対する危険度に応じて a ~ d までの 4 段階で評価されている。地震応答カテゴリの具体的な分類方法については文献 1), 2) に要約されているのでそちらを参照いただきたいが、地震応答カテゴリが a, b, c, d の順に地震による影響のリスクが高く評価されるようになってきている。また、式[1]や式[2]の式自体は、基本的に米国の 2007 年版 AASHTO の橋梁設計基準の規定⁴⁾と同じであり、AASHTO の考え方を踏襲して策定されたものと考えられる。ただし、地震応答カテゴリの指標の中で洗掘の影響を採り入れているのは急峻な河川が多いチリ独自の考え方と思われる。

ここで、地震応答カテゴリが最も厳しいランクである d となる橋で、支間長 30m、橋脚高さ 10m の直橋の場合を想定してけたかかり長の最小値を試算してみる。すなわち、チリの場合には式[2]が適用され、けたかかり長の最

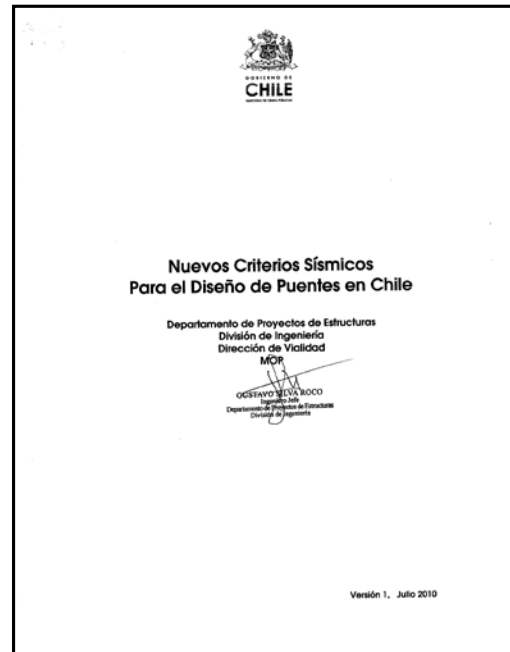


図-3 2010年7月に策定されたチリの橋梁の新しい耐震設計基準⁶⁾

小値が 480mm と算定される。ここで、参考までに日本の道路橋示方書⁵⁾に基づいて同じ条件でけたかかり長の最小値を計算すると 850mm となる。したがって、この試算条件の橋の場合には、チリ基準によるけたかかり長の最小値は、日本の基準の 6 割程度であることがわかる。

6. 2010年7月に策定された新しい耐震設計基準

今回のチリ地震による橋の被災を受け、チリ公共事業省（MOP : Ministerio de Obras Públicas）では、図-3 のように 2010 年 7 月に道路橋の耐震設計基準を改定した⁶⁾。改定のポイントの一つとして、けたかかり長や落橋防止構造の規定の強化等が図られた点が挙げられる。

まず、けたかかり長の規定については、図-4 に示すとおり、式[3]に掲げる照査式が新たに規定されている。

$$S_E \geq 0.7 + 0.005L \quad [3]$$

ここで、 S_E : けたかかり長 (m)

L : 橋軸方向の桁長 (m)

これは、日本の道路橋示方書 V 耐震設計編⁵⁾の規定がそのまま導入されたものである。また、今回の地震によって被害が多く見られた斜橋についても、上部構造の幾何学的条件から隣接げたや橋台パラペットの拘束を受けずに回転できる条件の判定式として、日本の道路橋示方書 V 耐震設計編⁵⁾の手法がそのままの形で導入された。

落橋防止構造の規定については、図-5 に示すように上部構造と下部構造を連結するタイプ、上部構造と下部構造に突起を設けるタイプ、2 連の上部構造を相互に連結するタイプの例が具体的に示された。これも、日本の道路橋示方書 V 耐震設計編⁵⁾で例示されたものがそのまま採り入れられたものである。

このような落橋防止対策の強化は、今回の地震による橋の被害に鑑み、従前の落橋防止対策では十分でなく、けたかかり長や落橋防止構造を強化することの必要性がチリ

2.1. Ancho mínimo de la mesa de apoyo (けたかかり長の最小値)

El ancho mínimo de apoyo de una viga en las mesas de apoyo está basado en la norma Japonesa "Specifications for Highway Bridges, March 2002, Part V Seismic Design", en la sección 16.2 "Seat Length" y su expresión es la siguiente:

$$S_E \geq 0.7 + 0.005L \quad (1)$$

donde:

S_E = ancho de apoyo mínimo de una viga en la mesa de apoyo (m). Se es la longitud de la viga desde el borde de la viga al borde de la mesa de apoyo o la longitud de viga (apoyo tipo Gerber) en la junta de movimiento mostrada en la figura 1, Fig. 16.2.1 de la norma japonesa.

L = Longitud del vano (m). En un cabezal de cepa que soporte dos superestructuras con diferentes longitud de vano, se deberá considerar el vano de mayor longitud para el valor de L .

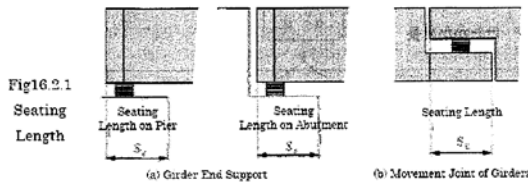


図-4 チリの新しい耐震設計基準におけるけたかかり長の規定 (抜粋)⁶⁾

でも強く認識されたためと考えられる。

なお、この新しい基準は、新しい事業の橋に適用されることであるが、事業主体が公共事業体だけでなく民間委託 (コンセッション) として設計施工される事業にも適用されることである。

7. まとめ

本文では、チリにおける単純PC桁橋の桁端部の構造特性について、2010年のチリ地震による被災状況を踏まえながら、落橋防止という観点から考察を行った。また、今回の地震による被災を受け、2010年7月に改定されたチリの道路橋の耐震基準についても紹介した。チリの橋の構造特性等については、現地調査やその後の資料収集によりわかった範囲の情報を基に考察を示しており、必ずしも定量的な解析に基づくものではないため、今後もさらなる調査が必要であるが、今回の検討結果をまとめると以下の通りである。

- 1)チリのPC桁橋の桁端部構造は4つの分類に分けることができるが、分類Aの構造の橋については、他の分類の構造の橋と比較すると、今回の地震では顕著な被害が生じてなく、相対的には耐震性が高いことがわかった。
- 2)上部構造や下部構造と固定しない形式のゴム支承の採用は、上部構造の慣性力を下部構造に伝達させないという観点からは下部構造にとっては有効であるが、逆に上部構造の変位に対する配慮、特に落橋防止対策が重要となる。
- 3)地震後に策定された新しいチリの耐震基準の中に、日本のけたかかり長規定や落橋防止構造形式が採用された。これは、今回の地震による橋の被害に鑑み、けたかかり長や落橋防止構造を強化することの必要性がチリでも強く認識されたためと考えられる。

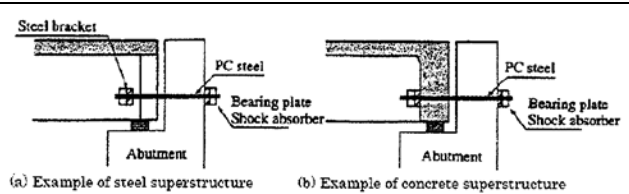


Fig. C16.3.1 Examples of Unseating Prevention Structures Connecting the Superstructure with Substructure

(上部構造と下部構造を連結する落橋防止構造の例)

Figura 4.

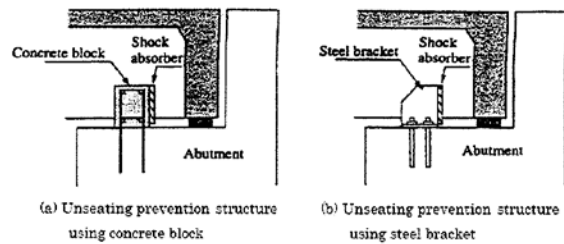


Fig. C16.3.2 Examples of Unseating Prevention Structures Providing Protruberance on the Superstructure and the Substructure

(上部構造及び下部構造に突起を設ける落橋防止構造の例)

Figura 5.

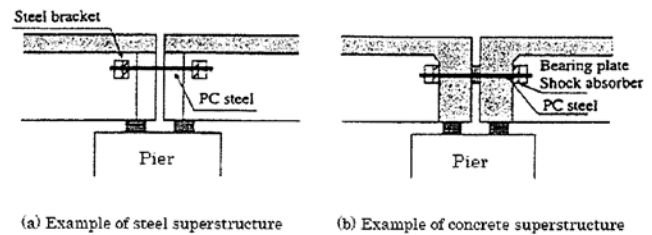


Fig. C16.3.3 Examples of Unseating Prevention Structures Connecting the (2 spans) superstructure mutually

(2連の上部構造を相互に連結する落橋防止構造の例)

Figura 6.

図-5 チリの新しい耐震設計基準における落橋防止構造の規定 (抜粋)⁶⁾

参考文献

- 1) 2010年チリ地震合同調査団土木構造物グループ：2010年チリ地震による橋梁の被害調査報告，土木学会 HP: http://www.jsce.or.jp/committee/ecc2/eq_report/201003Chile/kawashima4.pdf.
- 2) 川島一彦，運上茂樹，星隈順一，幸左賢二：2010年チリ地震における斜橋の桁回転について，シンポジウム「近年の国内外で発生した大地震の記録と課題 (III)」，土木学会地震工学委員会，平成22年11月
- 3) Manual de Carreteras, Volumen N°3, Instrucciones y Criterios de Diseño, Marzo 2008, Gobierno de Chile, Ministerio de Obras Públicas, Dirección de Validad
- 4) AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, SI Units, 4th Edition, 2007
- 5) 道路橋示方書・同解説V耐震設計編，平成14年3月
- 6) Nuevos Criterios Sísmicos Para el Diseño de Puentes en Chile, Departamento de Proyectos de Estructuras, División de Ingeniería, Dirección de Validad, Ministerio de Obras Públicas, Julio 2010